

コンクリートセグメントと鋼より線を用いた 既設RC柱の耐震補強

松田好史¹・中村敏晴²・宮川豊章³

¹正会員 西日本旅客鉄道株式会社 大阪建設工事事務所 所長 (〒530-8341 大阪市北区芝田二丁目4番24号)
E-mail:y-matsuda@westjr.co.jp

²正会員 株式会社奥村組 技術研究所 材料・LCEグループ 主任研究員 (〒300-2612 つくば市大字大砂387)

³正会員 工博 京都大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 教授 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

日常点検や地震発生時等の緊急点検においては、劣化や損傷が容易にかつ迅速に点検できることが重要であり、耐震補強等が維持管理の妨げとなることは好ましくない。この視点に立ち、著者らは既設RC柱の4面にコンクリート製のセグメントを張り付け、その外周を亜鉛めっき鋼より線で巻立て補強する工法を考案し、縮小試験体を用いた正負交番載荷試験を行ってきた。本研究は、既往の耐震補強工法との対比において、本工法によるひび割れ視認性や補強効果を実験的に明らかにするとともに、変形性能の評価を行い、鉄道ラーメン高架橋の既設RC柱の耐震補強工法として有効であることを確認したものである。

Key Words : aseismic reinforcing effect, reinforced concrete column, maintenance, ductility

1. はじめに

阪神・淡路大震災(1995年1月17日発生, M7.2)では、山陽新幹線や在来線のRCラーメン高架橋やRCラーメン橋台の柱等に壊滅的な被害が発生した。約2ヶ月半に及ぶ震災復旧においては、地震の影響による部材の損傷の有無やその程度の把握、応急復旧対策の必要性の判定や対策の速やかな実施などの初動体制が極めて重要であることを再確認したところである。

その後、耐震設計基準類の改訂が行われ、既設RC柱に対する各種耐震補強工法の開発が行われてきている¹⁾。震災後の応急復旧やその後引き続き実施した緊急耐震補強においては、経済性から主として鋼板巻立て工法が一般的に採用され、例えば山陽新幹線(新大阪~岡山)では、RCラーメン高架橋等の柱(約17,700本)に対し、平成14年度末現在で、約16,700本(全体の約94%)の耐震補強を終えている。

また、政府の地震調査委員会は「東海~四国沖の太平洋に延びる南海トラフを震源とする南海地震の規模は単独で起きる場合がM8.4、発生確率は今後30年以内40%」と公表するとともに、2001年12月、各地の震度予測結果も公表した。これによると山陽新幹線は概ね全区間で震度5弱~6弱におよぶ地震の影響を受けると推定されている。また、三陸南地震(2003年5月26日発

生, M7.0)の被害に鑑み国土交通省は未対策箇所の耐震補強を速やかに実施するよう指導を行っている。

一方、高架下を店舗や事務所として活用している箇所や、進入路が狭隘で鋼板等の重量物を運搬するための重機が進入できない箇所など、鋼板巻立て工法の適用が困難で耐震補強を進めるうえでネックとなっている箇所も多いことから、人力施工による耐震補強工法に対する期待も大きい。

未対策箇所における耐震補強を加速化させるためにも、さらに経済的で施工性の良い耐震補強工法の開発が強く望まれている。

これらのことから著者らは(財)鉄道総合技術研究所の協力を得て、鋼板の代わりに、予め四辺形に曲げ加工した細径異形PC鋼棒を柱外周にらせん状に巻き付けモルタル吹付けを行う工法²⁾(以下「スパイラル筋巻立て工法」と記す)を実用化してきた³⁾。

言うまでもなく、既設RC柱の耐震補強は地震の影響により構造物が壊滅的に崩壊することを未然に防止し、構造物としての性能を一定水準以上に確保し続けるために実施していることから、耐震補強が地震発生までの期間の構造物の日常の維持管理の妨げとなつてはならない。また地震が発生した場合の部材の損傷の有無の確認や損傷の程度の把握、場合によっては耐震補強の再施工を容易にかつ速やかに実施できるよう考慮されたものでな

表-1 試験体の種類および諸元

試験体名	N-1	N-2	PL-1	CF-1	SP-4	AP-1	AP-2	AP-3	AP-4	
補強方法	補強なし (既設) 旧基準	帯鉄筋増加 耐震設計 指針昭54年 準拠	N-1を 鋼板巻立て 補強	N-1を 炭素繊維シ ート巻立て 補強	N-1を スパイラル 筋巻立て 工法で補強	N-1を 円形セグメントによる 本工法で補強		N-1を 扁平セグメントによる 本工法で補強		
柱形状	断面寸法幅 (D) 50cm×50cm, 有効高さ (d) 44cm, せん断スパン (a) 150cm, a/d=3.4									
鉄筋	軸方向鉄筋	D22 20本 (SD295)								
	帯鉄筋	φ6@94mm (SR235) 帯鉄筋比 0.12%	D13@75mm (SD295) 帯鉄筋比 0.68%	φ6@94mm (SR235) 帯鉄筋比 0.12%						
コンクリート	設計基準強度 21 N/mm ²									
使用補強材	補強なし	上記帯鉄筋	鋼板*1 (SS400) t=3.2mm	炭素繊維 シート*2 t=0.167mm 2層	細径異形 PC鋼棒*3 (SBPD1275) φ6.4 @31.3mm	亜鉛めっき鋼より線2号(a)1種A級				
						φ6.9@ 50mm	φ9.6@100mm 補強筋比 0.23%			
柱下端無補強区間	—	—	30mm	0mm	30mm	セグメント設計基準強度 40N/mm ²		50mm	125mm (0.25D)	
軸方向圧縮応力度	0 N/mm ²				1 N/mm ²					

*1: 無収縮モルタル注入 t=30mm *2: エポキシ樹脂合浸接着 *3: 補強筋比 0.33% 吹付けモルタル t=40mm

ればならない。

しかし、これまで実施されてきた耐震補強工法は、主として耐震補強そのものが目的となっており、日常の維持管理や地震発生後の緊急点検や補修補強などの再施工までを見据えて開発されたものとなっているとは言い難い部分がある。

以上のことから、著者らは既設 RC 柱の耐震補強工法として、設計施工面においては、

① 鋼板巻立て工法と同等程度以上の変形性能の向上が期待できること ② 鋼板巻立て補強工法よりも、さらに安価であること ③ 普通作業員が人力で容易に施工できること、

維持管理面においては、

① 地震の影響による損傷の有無や程度が容易に視認できること ② 耐震補強実施後も既設RC柱の経年劣化の把握が可能で維持管理の妨げとならないこと ③ 既設RC柱の中性化抑制効果が期待できること、などをコンセプトに、矩形断面の柱の側面に、ポリマーセメントモルタルを介して、円形断面となるように別途製作したかまぼこ状のプレキャストコンクリートブロック（以下「円形セグメント」と記す）を張り付け、その外周にスパイラル状に加工した亜鉛めっき鋼より線（以下「スパイラル鋼線」と記す）をアンボンド横拘束筋として巻立て補強する工法（以下「本工法」と記す）を考案し、変形性能やひび割れ視認性について確認を行うこととした。

また、本工法の鉄道ラーメン高架橋柱への実用化を念頭に、さらなるコストダウンや施工性向上等の実現を図るため、以下の点にも着目し同様の試験を行うこととした。

すなわち、円形セグメントに代えて扁平円形セグメント（以下「扁平セグメント」と記す）で柱の側面を拘束

しセグメント重量を軽減するとともに、セグメント表面にスパイラル鋼線の巻き立てを容易にするための溝を設けることとした。さらに、鉄道ラーメン高架橋等の柱の耐震補強の施工においては、一般的に柱下端根入れ部の掘削や埋め戻しを行ったり、また柱中間部に添架されている標識等の仮移設や復旧を行っており、これらの費用が全体の約 2 割程度に達している場合がある。既設 RC 柱の本工法による補強を柱全長に行わず部分的に省略しても十分な変形性能の向上が確保できるならば、実施工において相当なコストダウンが期待できることとなる。

以上のことを実験的に明らかにするために、円形セグメントや扁平セグメントを用いた本工法によるラーメン高架橋柱の縮小試験体に加え、既往の耐震補強工法によるラーメン高架橋柱の縮小試験体を作製し静的正負交番載荷試験を実施した。

本研究は、既往の耐震補強工法との対比において、本工法の耐震補強効果やひび割れ視認性を実験的に明らかにするとともに変形性能の評価を行ったものである。

2. 実験概要

(1) 試験体の種類および諸元

表-1 に試験体の種類および諸元を示す。

補強対象とする既設 RC 柱は、耐震設計指針（案）解説（昭和 54 年）⁹⁾以前の基準（以下「旧基準」と記す）に基づいて設計された RC ラーメン高架橋の柱（断面寸法 80cm×80cm）とし、試験体は、既設柱の断面寸法を 5/8 に縮小したもの（断面寸法 50cm×50cm）である。基準となる試験体 N-1 は、軸方向鉄筋 D22 (SD295) 20 本と帯鉄筋 φ6 (SR235) @94mm を配置し、補強がなさ

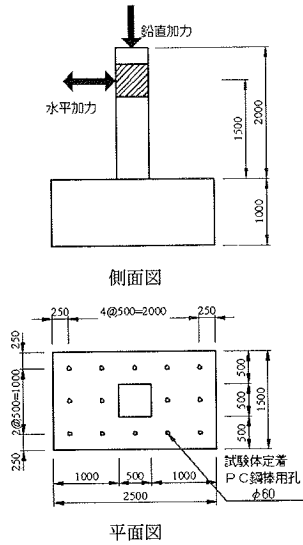


図-1 試験体構造図 (AP-2 単位 mm)

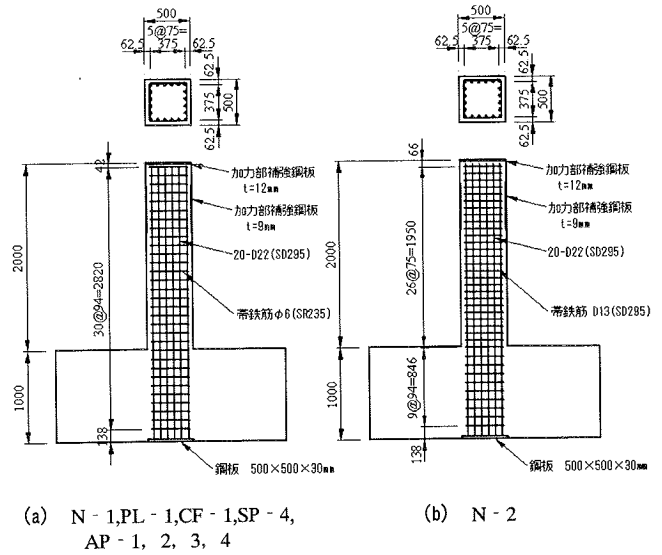


図-2 試験体形状および配筋図 (単位 mm)

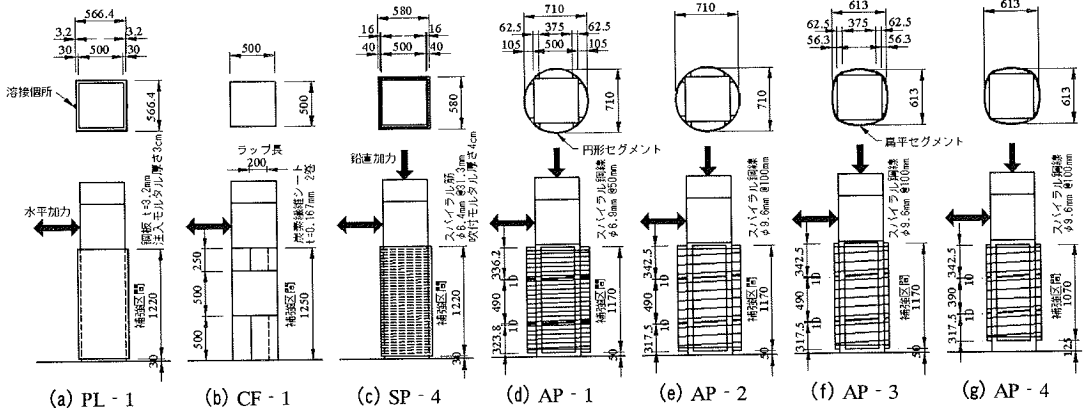
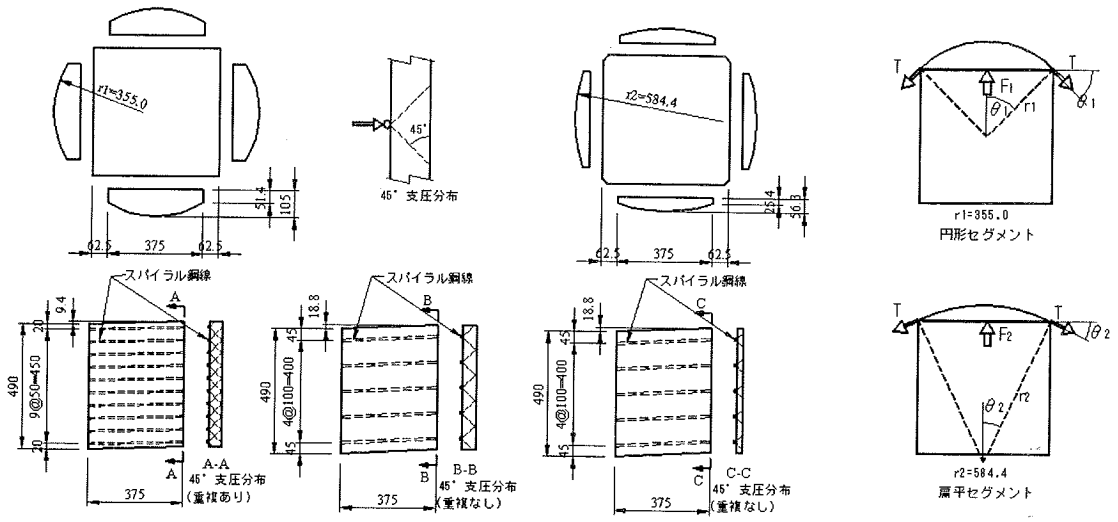


図-3 補強詳細図 (単位 mm)

れない場合にはせん断破壊するものである。

比較対象とした試験体は、無補強の試験体 N-1 の他、耐震設計指針 (案) 解説⁹⁾に基づき帯鉄筋量を増加した試験体 N-2、運輸省通達「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」(近運技一第 200 号、平成 7 年 8 月 4 日) および一連の緊急耐震補強に係る業務連絡や各補強工法ごとの設計指針^{9) 7) 2)}に準拠して、試験体 N-1 を鋼板巻立て補強した試験体 PL-1、炭素繊維シート巻立て補強した試験体 CF-1、スパイラル筋巻立て工法で補強した試験体 SP-4 の 5 体とした。また、本工法による試験体は表-1 に示すように、試験体 N-1 を円形セグメントとスパイラル鋼線で巻立てて補強した試験体 AP-1 および試験体 AP-2 と、試験体 N-1 を扁平セグメントとスパイラル鋼線で巻立てて補強した試験体 AP-3 および試験体 AP-4 の合計 4 体とした。これらの補強試

験体はいずれも曲げ耐力を上げずにせん断耐力を向上させることを企図して、耐力比 (部材のせん断耐力の計算値と柱基部が曲げ耐力となる時の水平荷重の計算値との比) を概ね 1.5 以上となるように、それぞれの設計施工指針に基づきせん断補強材量を定めせん断補強したものである。一般的な鉄道ラーメン高架橋において鋼板巻立て工法により耐震補強を行った柱では、じん性率が概ね 10 程度に向上することが実験的に確認されていることから^{9) 9)}、本工法による補強では鋼板巻立て工法による補強と同等程度以上の変形性能の向上を目指すこととした。試験体 AP-1 と AP-2 はせん断補強筋間隔の差について、試験体 AP-2 と AP-3 はセグメント形状の差について、試験体 AP-3 と AP-4 は柱下端における無補強区間の差について、それぞれ着目した試験体である。試験体 AP-4 の無補強区間の位置は、柱下端部や柱中間部などに設けることが考えられるが、今回は曲げモー



(a) 円形セグメント詳細図 (b) 扁平セグメント詳細図 (c) セグメント拘束効果

図-4 セグメント形状詳細と拘束効果 (単位 mm)

表-2 使用材料と試験結果

材料名	仕様	試験体	材料試験結果				備考	
			降伏強度 N/mm ²	降伏 ひずみ μ	弾性係数 10 ³ N/mm ²	引張強度 N/mm ²		
軸方向鉄筋	D22 SD295A	N-1,N-2,PL-1,CF-1	376	1950	1.93	540	* は0.2%耐力 および 0.2%耐力時の ひずみ	
		SP-4	336	1760	1.96	507		
		AP-1,AP-2	365	1870	1.95	535		
		AP-3,AP-4	356	1933	1.84	531		
帯鉄筋	ϕ 6 SR235	N-1,PL-1,CF-1	362	1750	2.07	479		
		SP-4	373	1810	2.06	489		
		AP-1,AP-2	336*	3576*	2.13	493		
		AP-3,AP-4	314	1576	2.00	496		
鋼板	D13 SD295A	N-2	382	2050	1.86	553		
炭素繊維シート	SS400 t=3.2mm	PL-1	379	1930	1.96	454		
細径異形PC鋼棒	3500 N/mm ² t=0.167mm	CF-1	—	—	2.62	4045		
亜鉛めっき 鋼より線	2号(a) 1種A級	ϕ 6.9	AP-1	1172*	8180*	1.90		1512
			AP-2	928*	6967*	1.90		1282
		ϕ 9.6	AP-3,AP-4	1003*	7182*	1.90	1353	
材料名	仕様	試験体	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 10 ⁴ N/mm ²	備考		
コンクリート	柱 設計基準強度 21 N/mm ² 粗骨材の最大寸法13mm	N-1	27.6	2.37	2.72	実験日の材料試験による 引張強度は 割裂引張強度試験による		
		N-2	27.7	2.43	2.72			
		PL-1	27.9	2.62	2.80			
		CF-1	27.2	2.49	—			
		SP-4	29.3	2.55	2.84			
		AP-1	34.3	2.55	2.99			
		AP-2	34.5	2.61	3.03			
		AP-3	30.5	2.66	2.94			
		AP-4	28.8	2.82	2.88			
		AP-1	49.2	3.54	3.18			
		AP-2	48.0	3.41	3.15			
		AP-3	48.9	3.49	3.16			
モルタル	無収縮 W/B=37% S/B=1.0 膨張材添加 W/B=37% S/B=1.0	PL-1	43.8	—	—			
		SP-4	65.2	—	2.84			

メントが最大となり、条件的に最も厳しい柱下端部に設けることとした。

試験体形状については、地震時におけるラーメン高架橋柱部材の曲げモーメント分布が上下逆対称となること、せん断スパン比が大きく載荷点の拘束が試験体基部に与える影響は小さいと考えられることなどから高架橋柱の1/2をモデル化した下端固定の単柱形状とした。また地震時における高架橋柱部材の軸力変動の影響については、町田らの研究¹⁰⁾において、単柱形状の試験体を用いて軸方向圧縮応力度の大きさを変化させた実験が行われ変形性能についての関係性が明らかにされている。

なお、比較対象とした試験体において、表-1に示すとおり、軸方向圧縮応力度が異なるものが含まれているが、同研究¹⁰⁾によれば、軸方向圧縮応力度0と1N/mm²によるじん性率の相違は、1.18:1.0程度であり、軸方向圧縮応力度のある場合の方がじん性率は小さくなることから、比較対象としてこれらの試験体を用いることに問題はないと考えられる。

図-1に試験体構造図、図-2に試験体形状および配筋図、図-3に補強詳細図を示す。

本工法に用いるセグメントは、外周に巻立てたスパイラル鋼線の拘束力が既設RC柱のコンクリートに効果的に伝達されるように巻立て後の断面形状が円形または扁平円となるようにした。また、外周に巻立てたスパイラル鋼線には施工時の緩みを取り除く程度の緊張力(1kN程度)を導入しセグメントと密着させ、より一層の拘束力を期待することとした。

スパイラル鋼線の配置間隔については、スパイラル鋼線からの支圧がセグメントに対し45°で分布すると仮定し、図-4に示す円形セグメントの縁端部(厚さ51.4mm)において支圧分布に重複の生じる試験体AP-1(スパイラル筋配置間隔50mm)と支圧分布に重複の生じない試験体AP-2, 3, 4(スパイラル筋配置間隔100mm)の2種類として、スパイラル鋼線の巻立て間隔の相違が変形性能やひび割れ発生に与える影響を確認することとした。

セグメントは、スパイラル鋼線に緊張力を与えるための施工余裕を確保するため、また日常点検や地震発生時の緊急点検において既設RC柱に生じる劣化や損傷の有無や程度を目視で確認できるようにするため、さらには、セグメント端部の割れや欠け落ちに対し製造上の一定厚さを確保できるようにするため、柱の隅角部に一定の空きスペースを設ける形状とした。80cm×80cmの既設RC柱の場合、上記の理由からセグメント幅は60cmを予定していたので5/8縮小試験体の円形セグメントおよび扁平セグメントは、図-4に示すような形状とした。

図-4より円形セグメントが柱側面を拘束する力 F_1 は、

$$F_1 = 2T \cdot \sin \theta_1 \quad (1)$$

扁平セグメントが柱側面を拘束する力 F_2 は、

$$F_2 = 2T \cdot \sin \theta_2 \quad (2)$$

式(1)および式(2)より

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{\sin \theta_2}{\sin \theta_1} = \frac{r_1}{r_2} \approx 0.61 \quad (3)$$

となり、扁平セグメントの拘束効果は、計算上は円形セグメントの60%程度と推定される。

AP-2とAP-3の各セグメント重量は、概ね39kg、20kgであり扁平セグメントが約46%軽量となっている。既設RC柱(80cm×80cm)に対して同工法による補強を行った場合の扁平セグメント重量は60kg程度となることから人力施工が十分可能な重量であると考えられる。

セグメントに用いるコンクリートの設計基準強度は、実施工を念頭にプレキャスト工場における市場性を考慮して40N/mm²とした。

(2) 使用材料

表-2に試験体に用いた材料強度の試験値を示す。

(3) 載荷方法

載荷装置の概要を図-5に示す。載荷方法は、試験体を反力床にPC鋼棒(φ32mm)で定着し、反力壁より油圧ジャッキで正負交番の水平力を加えるものである。また、載荷装置を介して試験体頭部に油圧ジャッキで一定の圧縮軸力(既設RC柱の自重による圧縮応力度に相当する1N/mm²)を加えることのできるものとした。なお、軸力を載荷する油圧ジャッキはスライド支承を有し水平変位を妨げない構造になっている。載荷パターンの例を図-6に示すが、試験体SP-4, AP-1, 2, 3, 4の荷重・変位の制御は、以下の手順で行った。

①鉛直荷重の載荷：最大鉛直荷重を10分割して25kNずつ載荷した。②降伏変位までの載荷：水平荷重の載荷は水平ジャッキを押し出す方向から開始した。また、正負1サイクルの降伏変位までは荷重制御で載荷し、測定は20kN毎に行った。なお、降伏の判定は水平ジャッキを押し出す方向の載荷で最外縁の軸方向鉄筋のひずみか降伏ひずみに達した時点とし、この時の変位を δ_y とした。③降伏変位以降の載荷：降伏変位 δ_y の偶数倍の変位を変位抑制で各3サイクルずつ載荷した。測定は履歴曲線がスムーズに表現できるように測定ピッチを定めた。載荷の終了は荷重-変位曲線の包絡線における水平荷重が最大水平荷重の50%を下回ることを目標とした。ただし、試験体N-1, N-2, PL-1, CF-1, については、実験で軸方向鉄筋が降伏する時点の変位ではなく予測降伏変位(δ_{yc})7.5mmを用いて、 δ_{yc} の1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10倍の各2サイクルずつとした。なお、予測

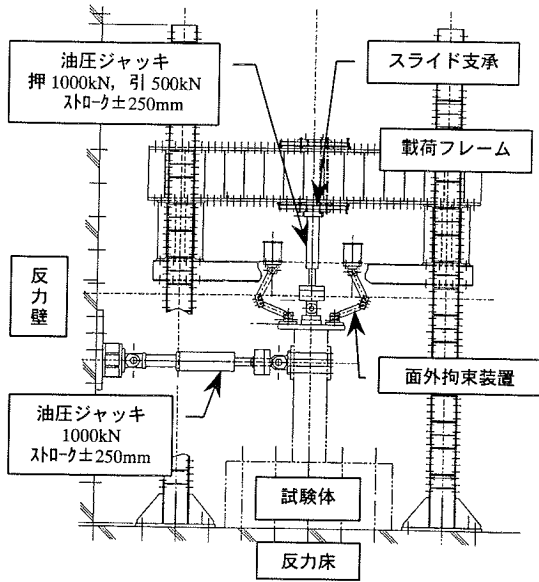


図-5 載荷装置

表-3 計測項目・計測器 (AP-3 の例)

計測項目	計測器	容量	個数
載荷重	ロードセル	1000kN	2
試験体変位	変位計	300mm	3
		200mm	4
		100mm	10
軸方向鉄筋ひずみ	ひずみゲージ		24
帯鉄筋ひずみ			14
スパイラル鋼線ひずみ			12

降伏変位は、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造）¹¹⁾に基づき、材料の規格値を用いて算出した柱下端断面降伏時における載荷点の変位より定めたものである。

(4) 計測方法

表-3 に計測項目、計測器、図-7 に計測器の配置例を示す。

3. 実験結果および考察

実験結果の水平載荷重および水平変位は、水平ジャッキを押し出す際の荷重・変位を正、鉛直載荷重および鉛直変位は、試験体に圧縮荷重を載荷する方向および下方変位を正として整理した。試験体の降伏は、軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点とし、その時点の水平荷重を降伏荷重、水平変位を降伏変位 (δ_y) と

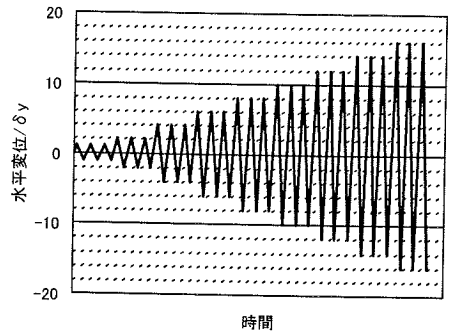


図-6 載荷パターン

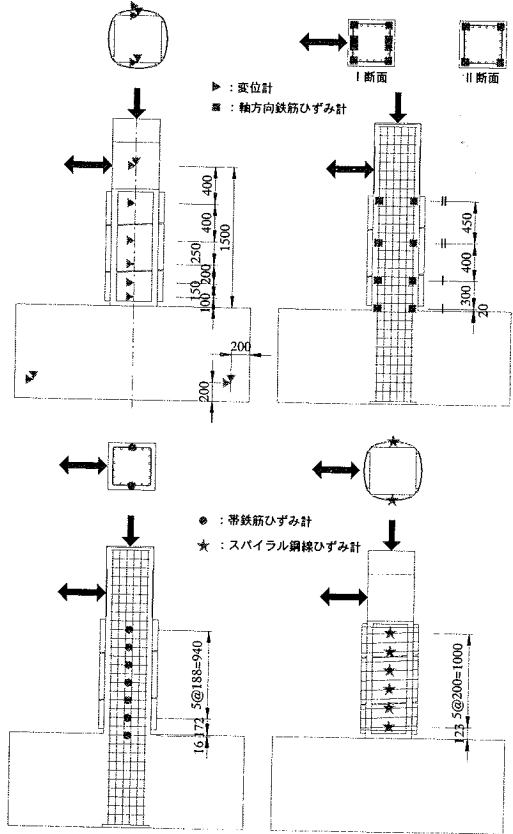


図-7 計測器配置例 (AP-3, 単位mm)

した。また、試験体の終局は、水平荷重-水平変位曲線の包絡線において水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位を終局変位 (δ_u)、終局変位を降伏変位で除した値をじん性率とした。

(1) 試験体の損傷状況

各試験体について降伏付近、終局付近、載荷終了時の損傷状況を図-8 に示す。なお損傷状況図は試験体 AP-1, 2, 3, 4 については、ひび割れの発生を目視確認できることを示すため、展開図で柱の全面について示すが、

その他の試験体は交番載荷方向と直交する柱側面のみについて示した。

a) 試験体 N - 1 (補強なし, 旧基準既設柱)

最初柱下端に曲げひび割れが発生, 変形が進むにしたがって 2.2D (1100mm, D: 柱断面高さ) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ, 水平荷重+286kN, 水平変位+8.4mm で軸方向鉄筋が降伏した。

さらに, 水平変位が大きくなるにしたがって, 部材の両端を結ぶ対角線方向にせん断ひび割れが進展し, 水平変位 $3\delta_{yc}$ の 2 回目の荷重サイクルでせん断ひび割れ幅が大きくなりせん断破壊して水平荷重が低下した。

b) 試験体 N - 2 (耐震設計指針昭和 54 年版準拠)

最初柱下端に曲げひび割れが発生, 変形が進むにしたがって 2.2D (1100mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ, 水平荷重+301kN 水平変位+9.0mm で軸方向鉄筋が降伏した。その後水平変位 $8\delta_{yc}$ まで柱下端 1.2D (600mm) 区間の曲げひび割れの進展はあるが, 水平荷重が一定の安定した状態が続く。水平変位 $8\delta_{yc}$ 以降は柱下端から約 0.6D (300mm) 区間の圧縮側コンクリートの圧壊 (軸方向鉄筋の座屈, かぶりコンクリートのはらみ出し, 剥落) が生じて曲げ破壊した。

c) 試験体 PL - 1 (鋼板巻立て補強)

試験時のひび割れ観察は不可能であった。試験体は水平荷重+304kN 水平変位+8.5mm で軸方向鉄筋が降伏し, その後 $10\delta_{yc}$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。図-8 の写真 c-2) に示す鋼板を切断撤去した状態から推定すると試験体 N - 2 とほぼ同様, 柱下端の圧縮側コンクリートの圧壊 (軸方向鉄筋の座屈, かぶりコンクリートのはらみ出し, 剥落) が生じて曲げ破壊したものと推定される。

d) 試験体 CF - 1 (炭素繊維シート巻立て補強)

試験時のひび割れ観察は不可能であった。試験体は水平荷重+289kN 水平変位+9.2mm で軸方向鉄筋が降伏し, その後 $12\delta_{yc}$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。その後 N - 1 を除く他の試験体は水平荷重が低下して曲げ破壊したのに対し, 試験体 CF - 1 では水平荷重の低下傾向を見せず, $16\delta_{yc}$ の引き載荷時に炭素繊維シートがラップ部分から破断し, 内部コンクリートが細分化して突然破壊した。これは炭素繊維が脆性材料であって降伏せずに突然破断する性質を持つことと, 炭素繊維シートが樹脂でコンクリート表面に完全に接着しているために, ひび割れの発生やひび割れ幅の進展が押さえられたためと考えられる。

e) 試験体 SP - 4 (スパイラル筋巻立て工法補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生, 変形が進むにしたがって 1.9D (950mm) までの吹付けモルタル部にも順次曲げひび割れが生じ, 水平荷重+331kN 水平変位+8.3mm で軸方向鉄筋が降伏した。その後 $8\delta_{y}$ まで吹付けモル

タル部の曲げひび割れの進展はあるが水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。 $8\delta_{y}$ からは柱下端から約 0.8D (400mm) 区間の圧縮側コンクリートの圧壊 (軸方向鉄筋の座屈, かぶりコンクリートのはらみ出し, 剥落) が生じて曲げ破壊した。

f) 試験体 AP - 1 (本工法による補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生, 変形が進むにしたがって 1.9D (950mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ, 水平荷重+303kN 水平変位+7.5mm で軸方向鉄筋が降伏した。この時点で円形セグメントにはひび割れは見られなかった。その後 $12\delta_{y}$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。この間に, 柱中間部の曲げひび割れの進展および $4\delta_{y}$ からは柱中間部の曲げひび割れに伴う円形セグメントの曲げひび割れの発生があった。 $12\delta_{y}$ 以降は柱下端から 0.34D (170mm) 区間の軸方向鉄筋の座屈, かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり柱下端から約 0.3D (150mm) 区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。なお, 軸方向鉄筋は柱基部において座屈したが破断はしなかった。

g) 試験体 AP - 2 (本工法による補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生, 変形が進むにしたがって 1.8D (900mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ, 水平荷重+322kN 水平変位+7.6mm で軸方向鉄筋が降伏した。この時点で円形セグメントには一部微細なひび割れが生じたが顕著なひび割れは見られなかった。その後 $12\delta_{y}$ まで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。この間に, 柱中間部の曲げひび割れの進展および $4\delta_{y}$ からは柱中間部の曲げひび割れに伴う円形セグメントの曲げひび割れの発生があった。 $12\delta_{y}$ 以降は柱下端から 0.34D (170mm) 区間の軸方向鉄筋の座屈, かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の円形セグメントのはらみ出しがあり, $16\delta_{y}$ で曲げ破壊した。なお, 軸方向鉄筋は柱基部において座屈したが破断はしなかった。

上記のように, 本工法による試験体 AP - 1 と AP - 2 の損傷状況には特筆すべき差異は見られなかった。

また, 試験体 AP - 1 と AP - 2 について, 試験終了後, 円形セグメントを撤去し, 既設 RC 柱に生じていたひび割れ状況を観察した。その状況を図-8 の f-4), g-4) に示す。両試験体においては, 特定のせん断ひび割れが進展し破壊に至った試験体 N - 1 のような状況は観察されず, 試験体 N - 2 の最終状況と同様の曲げ破壊のひび割れ状況を示していた。

h) 試験体 AP - 3 (本工法による補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生, 変形が進むにしたがって 1.8D (900mm) までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ, 水平荷重+333kN 水平変位+9.3mm で軸方向

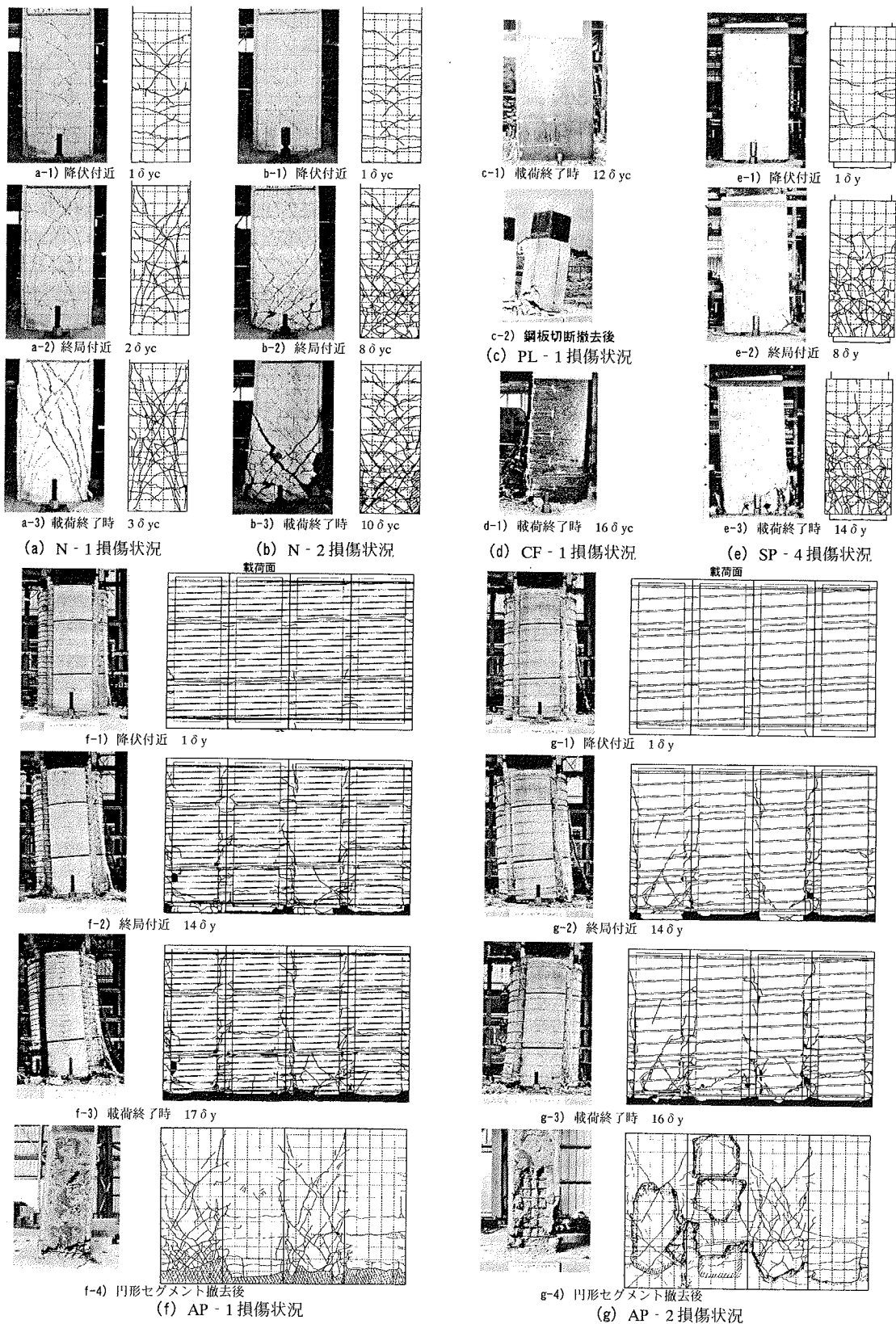


図-8(1) 試験体の損傷状況

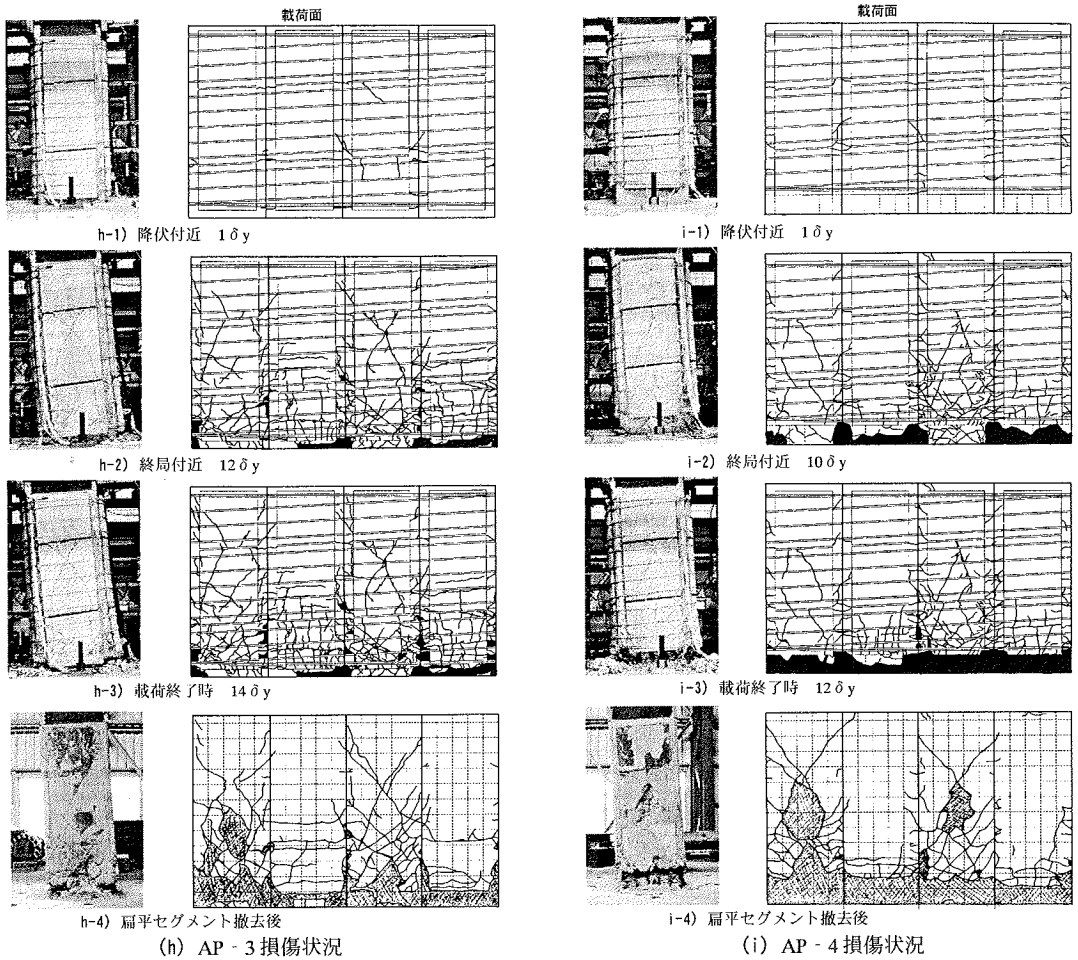


図-8(2) 試験体の損傷状況

鉄筋が降伏した。この時点で扁平セグメントには最下段部の載荷直角方向面に微細な縦方向のひび割れ、2段目の載荷直角方向面に斜めのせん断ひび割れが生じた。その後10 δ yまで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。この間に、柱中間部の曲げひび割れの進展および扁平セグメントの上記せん断ひび割れの進展があり、6 δ yからは扁平セグメント最下段の載荷面側に水平の曲げひび割れの発生があった。10 δ y以降は柱下端から0.34D(170mm)区間の軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の扁平セグメントのはらみ出しがあり柱下端から約0.25D(125mm)区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。扁平セグメントを用いた場合も柱の損傷過程は円形セグメントを用いた場合と同様に、軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落と続く曲げ破壊であった。しかし、円形セグメントの場合は終局状態においてもセグメントには数本の曲げクラックがあるのみであるが、扁平セグメントの場合は初期の2~4 δ yの段階で、セグメントに多数のせん断クラック

クや曲げクラックが生じる結果となった。試験終了時の14 δ y時には、はらみ出している扁平セグメントにスパイラル鋼線が食い込んでいる状況であった。

i) 試験体 AP-4 (本工法による補強)

最初柱下端に曲げひび割れが発生、変形が進むにしたがって1.8D(900mm)までの柱中間部にも順次曲げひび割れが生じ、水平荷重+326kN 水平変位+9.0mmで軸方向鉄筋が降伏した。この時点で扁平セグメントには顕著なひび割れは見られなかった。その後8 δ yまで水平荷重がほぼ一定の安定した状態が続く。この間に、柱中間部の曲げひび割れの進展および2 δ yからは扁平セグメントの2段目の載荷直角方向面に斜めのせん断ひび割れが生じ、6 δ yからは扁平セグメント最下段の載荷面側に水平の曲げひび割れの発生があった。8 δ y以降は柱下端から0.34D(170mm)区間の軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはらみ出しに伴う最下段の扁平セグメントのはらみ出しがあり柱下端から約0.34D(170mm)区間のコンクリートが剥落して曲げ破壊した。

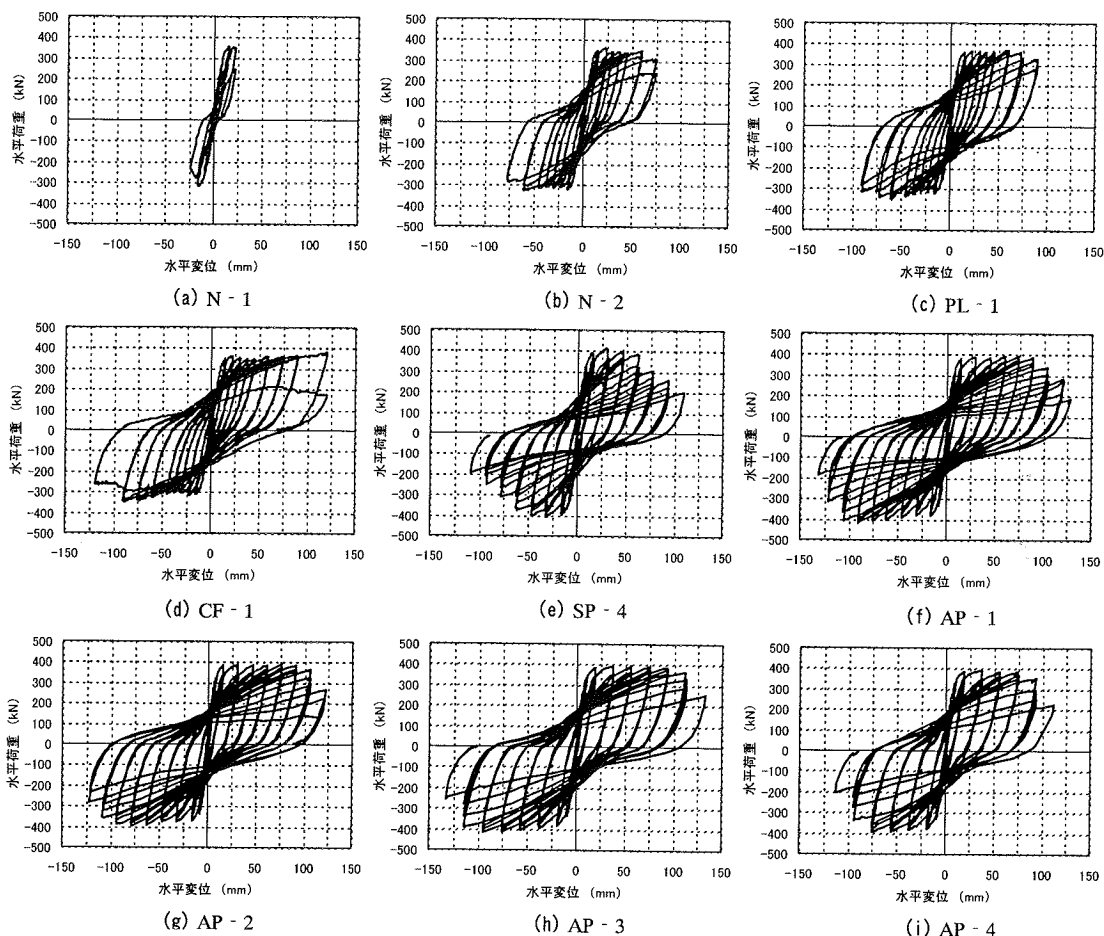


図-9 水平荷重-水平変位 (履歴)

(2) 荷重-変位の履歴

図-9 に各試験体の水平荷重-水平変位曲線の履歴を示す。なお、水平荷重は、軸力による偏心曲げモーメントの影響を水平荷重に換算・補正した値を用いて荷重-変位曲線の整理を行った。

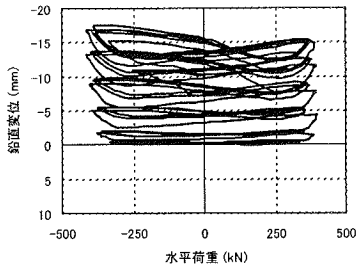
試験体 N-1 は、他の試験体に比べ小さい変位時点でせん断破壊し急速に水平荷重が低下した。その他の試験体はいずれも、降伏後水平荷重がほぼ一定のまま変形が増大し、その水平荷重-水平変位関係の履歴形状は吸収エネルギーの大きい安定した形を示した。

せん断補強筋の間隔を変えた試験体 AP-1 と AP-2 の荷重-変位性状については、特筆すべき差は見られず、セグメントとスパイラル鋼線で面的に拘束できていれば、十分効果のあることが確認できる。また、セグメント形状の差による拘束効果の影響を検討した試験体 AP-2 と AP-3 の荷重-変位性状の結果から、式(3)で推定されるような拘束の差であれば、荷重-変位性状には大きな影響を与えないと考えられる。柱下端の補強区間の長さを変えた試験体 AP-3 と AP-4 の荷重-変位性状に

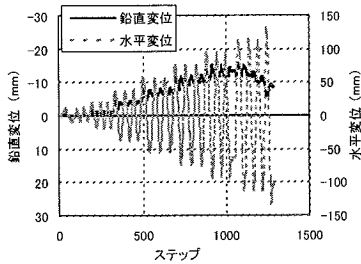
ついては、変形量の小さい領域ではほとんど差がないが、変形量の大きい領域では無補強区間の軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落の有無の差となって荷重-変位性状に影響を与えていることがわかる。

試験体 CF-1 を除く曲げ破壊した試験体の水平荷重が顕著に低下する時点 (N-2: $8\delta y$, PL-1: $10\delta y$, SP-4: $8\delta y$, AP-1: $12\delta y$, AP-2: $12\delta y$, AP-3: $10\delta y$, AP-4: $8\delta y$) は柱下端の軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートのはらみ出しの時点であり、試験体 SP-4 においては吹付けモルタルの剥離・剥落、試験体 AP-1, 2, 3, 4 においてはセグメントのはらみ出しを伴う時点と一致している。なお、圧縮軸力を載荷した試験体 SP-4, AP-1, 2, 3, 4 のいずれにおいても試験終了まで所定の圧縮荷重を維持することが可能であった。

図-10 に試験体 AP-3 の鉛直変位と水平荷重の関係および鉛直変位の時系列を示す。図より、鉛直変位は、圧縮軸力が作用しているにもかかわらず、上方に変位することがわかる。これは軸方向鉄筋の引張りひずみの累加



(a) 鉛直変位-水平荷重



(b) 鉛直、水平変位時系列

図-10 鉛直変位 (AP - 3)

とコンクリートの残留ひび割れ発生による体積変化のためと考えられる。また、 $10\delta y$ まで鉛直変位は増加し、その後、鉛直変位量は減少する。この鉛直変位量の増減の変化点は柱下部の円形セグメントのはらみ出し、柱下端かぶりコンクリートの剥落の時点、すなわち水平荷重が低下する時点と一致している。なお、この現象は圧縮軸力を載荷した他の試験体 SP - 4, AP - 1, 2, 4 についても同様であった。

(3) 軸方向鉄筋のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-11 に示す。図は、縦軸に柱基部からの高さを示し、左側にジャッキ載荷面側の軸方向鉄筋のひずみの分布、右側に載荷面と反対側の軸方向鉄筋のひずみの分布を示すものである。図より、 $2\delta y$ でせん断破壊した試験体 N - 1 を除き各試験体は変位の増加とともに降伏領域が上方に拡大していく。終局時において $2.4D$ (1200mm) で軸方向鉄筋が降伏した試験体 N - 2 を除いて、いずれも降伏域は概ね柱基部から $0.6D$ (300mm) よりも大きく $1.4D$ (700mm) よりも小さい範囲となっている。

試験体 SP - 4 についてはフーチング部の軸方向鉄筋のひずみ分布も計測した。これによれば、柱基部より少なくとも 500mm (軸方向鉄筋径の約 23 倍) 下方までの軸方向鉄筋が引抜きに対する定着長として十分に機能していることがわかる。

なお、水平ジャッキを引き戻す方向に載荷した時の軸方向鉄筋のひずみ分布も上記とほぼ同様の傾向を示した。

(4) 帯鉄筋、鋼板、スパイラル鋼線のひずみ

水平ジャッキを押し出す方向に載荷した時の帯鉄筋のひずみ分布を図-12 に示す。図は、縦軸に柱基部からの高さを示し横軸にひずみの値を示したものである。試験体 PL - 1 については鋼板のひずみ、試験体 CF - 1 については炭素繊維シート（CFRP）のひずみ、試験体 SP - 4 については細径異形 PC 鋼棒のひずみ、試験体 AP - 1, 2, 3, 4 についてはスパイラル鋼線のひずみを帯鉄筋ひずみの右側に示した。

a) 試験体 N - 1 (補強なし、旧基準既設柱)

帯鉄筋は $1\delta y$ で最大約 700μ のひずみが生じている。この値は他の補強されている試験体に比べ大きい値である。 $2\delta y$ では柱基部から $1.8D$ (920mm) の帯鉄筋が降伏し、 $3\delta y$ では柱基部から $1.5D$ (740mm) の帯鉄筋も降伏している。なお、試験体は $3\delta y = 22.5\text{mm}$ の 2 サイクル目でせん断破壊している。

b) 試験体 N - 2 (耐震設計指針昭和 54 年版準拠)

水平変位の増大に伴って、帯鉄筋のひずみは徐々に増大し、 $8\delta y$ では柱基部から $0.7D$ (360mm) の帯鉄筋が降伏している。

c) 試験体 PL - 1 (鋼板巻立て補強)

帯鉄筋のひずみは、 $2\delta y$ 以降の増加が見られない。一方、鋼板のひずみは、柱基部から $1.5D$ (740mm) より上では試験体の変位が増加しても、増加しないが、柱基部から $1.1D$ (550mm) まででは僅かではあるが増加している。最終的に、帯鉄筋のひずみは最大約 1000μ 程度であり、鋼板のひずみは最大 600μ 程度と他の試験体に比べ小さな値であった。これは鋼板の鋼材量が多く、帯鉄筋比で示すと 1.28% と試験体 N - 2 の約 2 倍の補強筋量となることによるものと考えられる。

d) 試験体 CF - 1 (炭素繊維シート巻立て補強)

$5\delta y$ までは炭素繊維シートと帯鉄筋のひずみはほぼ同様な値を示している。その後 $6\delta y$ で柱基部より $0.7D$ (360mm) の帯鉄筋が降伏し、同時に同位置の炭素繊維シートのひずみが増加していく。なお、炭素繊維シートは最終段階で破断した。

e) 試験体 SP - 4 (スパイラル筋巻立て工法補強)

柱基部より $0.7D$ (360mm) の位置の帯鉄筋が $8\delta y$ で降伏した。また、柱基部より $0.4D$ (190mm) の位置の細径異形 PC 鋼棒のひずみ増加が $6\delta y$ 以降に顕著である。すなわち、当初は帯鉄筋が主にせん断破壊に抵抗し、帯鉄筋が降伏すると細径異形 PC 鋼棒が主にせん断破壊に抵抗するようになるものと考えられる。

f) 試験体 AP - 1 (本工法による補強)

柱基部より $1.1D$ (550mm) までの帯鉄筋が $6\delta y$ で降伏した。柱基部から 500mm と 700mm の位置における帯鉄筋のひずみは、 $6\delta y$ 以降において荷重の増加に対し変動する挙動を示しているが、これは当該付近における

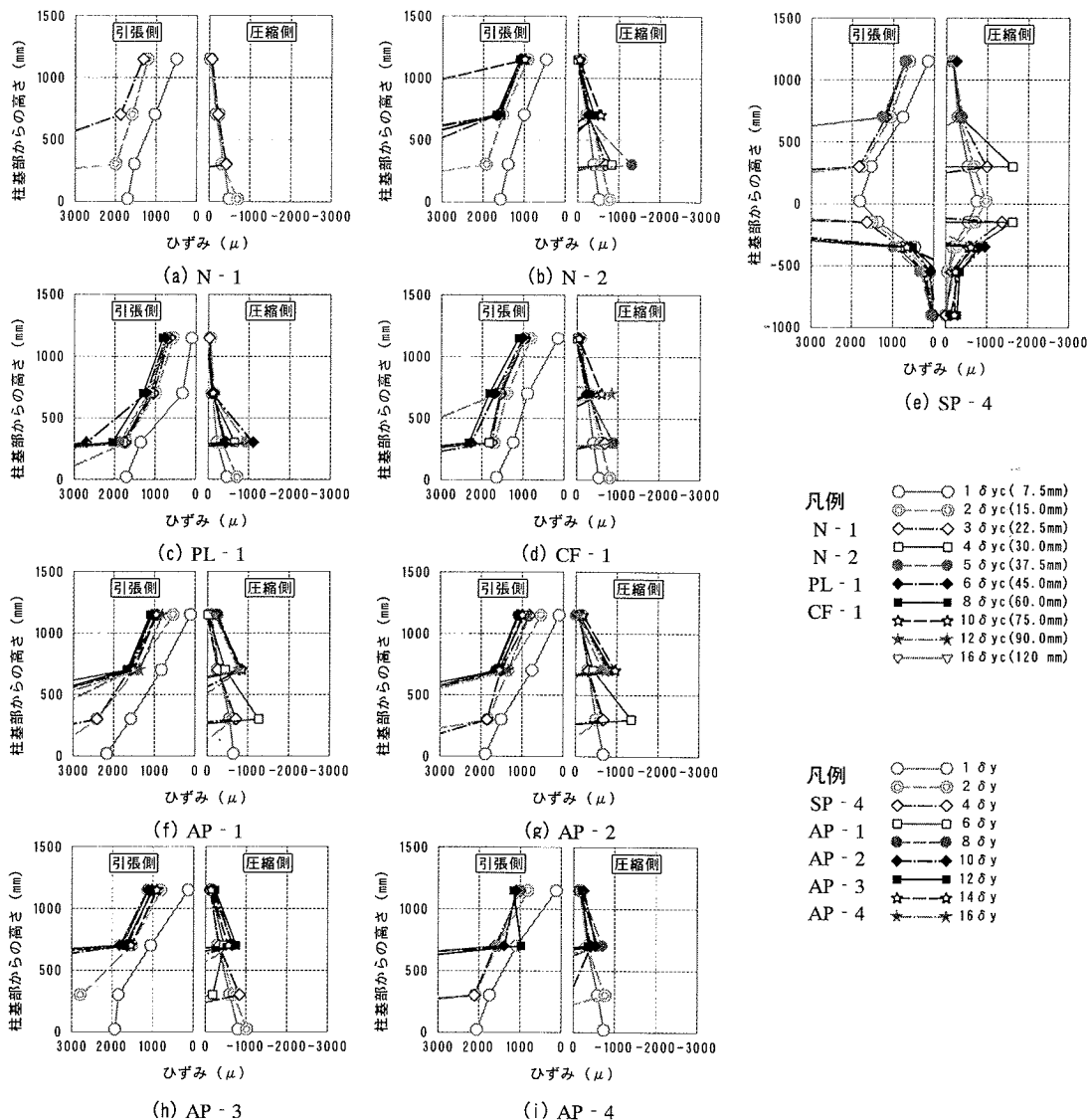


図-11 軸方向鉄筋のひずみ分布

帯鉄筋の降伏によりひずみゲージが損傷を受けたものと考えられる。また、柱基部より1.0D (500mm)の位置のスパイラル鋼線のひずみ増加が6δy以降に顕著である。すなわち、当初は帯鉄筋が主にせん断破壊に抵抗し、帯鉄筋が降伏するとスパイラル鋼線が主にせん断破壊に抵抗するようになるものと考えられる。

g) 試験体 AP-2 (本工法による補強)

柱基部より0.7D~1.5D (360~740mm)までの帯鉄筋が6δyで降伏した。その後帯鉄筋の降伏領域は上下に広がり16δyでは柱基部より1.8D (920mm)までの帯鉄筋が降伏した。スパイラル鋼線については、柱基部より1.1D (530mm)までのひずみ増加が6δy以降に顕著である。試験体 AP-2の柱基部の帯鉄筋が降伏に至るひ

ずみ分布およびその後のスパイラル鋼線のひずみ増加は、試験体 AP-1と同様の傾向を示した。これらのひずみ分布は他の試験体と比較して、試験体上部にまで広範囲にわたって拡大しており、円形セグメントやスパイラル鋼線による外部からの拘束効果が塑性ヒンジ長の増大に寄与した結果であると考えられる。なお、柱基部から0.2D (100mm)の位置のスパイラル鋼線の最終ひずみが試験体 AP-1より AP-2のほうが小さいのは、スパイラル鋼線の端部の余巻きの関係で、AP-2のほうが最下端部に多くの鋼材量が配置されていることが一因と考えられる。

h) 試験体 AP-3 (本工法による補強)

柱基部より1.5D (740mm)の帯鉄筋が4δyで降伏し、

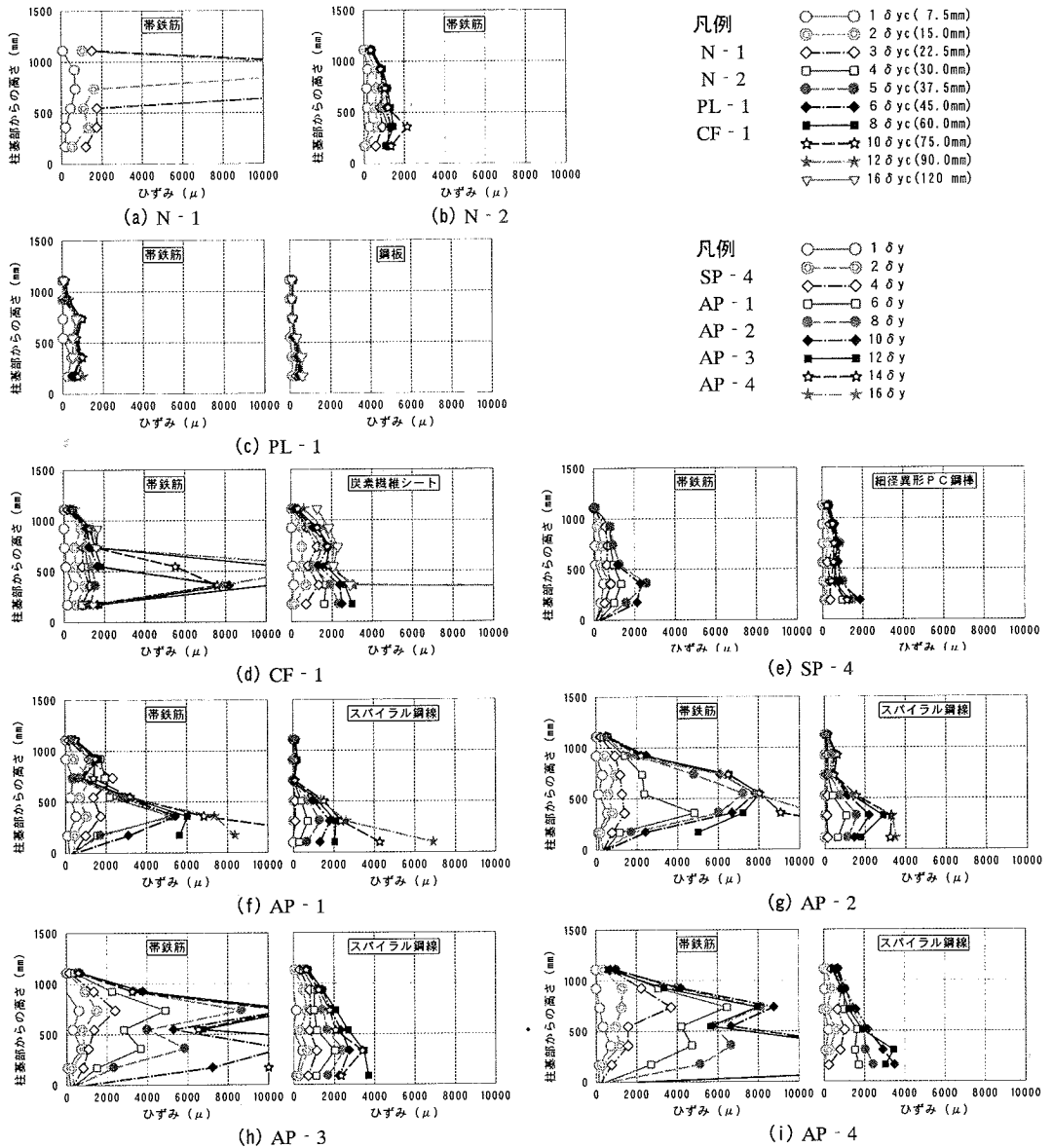


図-12 せん断補強材のひずみ分布

柱基部より0.7D~1.8D (360~920mm) までの帯鉄筋が6δyで降伏した。スパイラル鋼線については、AP-2では4δyまでひずみの増加が認められないが、AP-3では当初よりひずみが増加していることがわかる。すなわち、試験体AP-2と異なり、当初よりスパイラル鋼線もせん断破壊に抵抗していると考えられる。

i) 試験体AP-4 (本工法による補強)

帯鉄筋、スパイラル鋼線とも試験体AP-3とほぼ同様の挙動を示している。

試験体AP-3, 4においてスパイラル鋼線のひずみが、試験体AP-1, 2よりも早い時点で大きくなるのは、前

章に示したように扁平セグメントの拘束効果が円形セグメントの拘束効果よりも小さいことに起因しているものと考えられる。

(5) 本工法のひび割れ視認性

ここでは本工法の特徴の一つであるひび割れ視認性について、実用化を念頭においた試験体AP-3を例に詳述する。

図-13は、試験体AP-3における1δyから14δyまでの柱4面のひび割れ展開図である。

柱の隅角部のコンクリート表面のひび割れについては

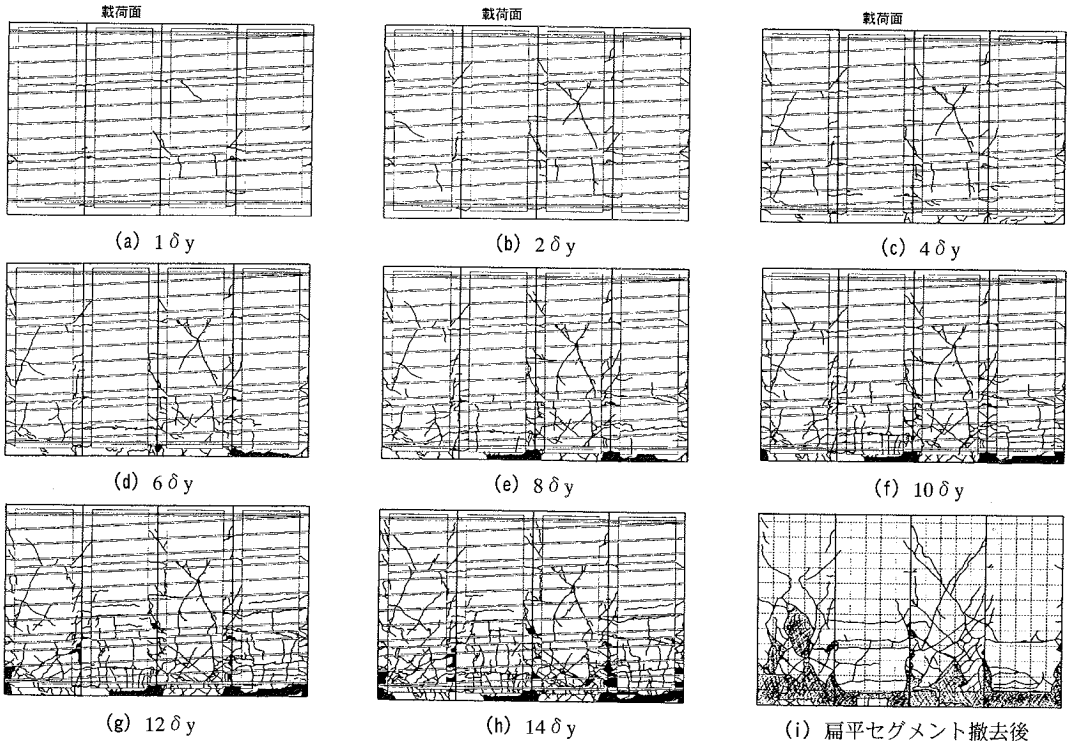


図-13 ひび割れ発生状況 (AP-3)

1δy までに曲げひび割れが発生し、4δy において載荷直角方向面に斜め下方へ向かうひび割れとなっていることが観察できる。この曲げひび割れおよび斜めひび割れは 4δy 以降多数発生していることがわかる。また、柱上部の載荷直角方向面には 2δy において斜めひび割れの発生が観察できる。これは、発生当初から斜め下方に向かって進展していることから、曲げひび割れが進展したものではなく、せん断ひび割れであることがわかる。このひび割れは以降も本数が著しく増えることはなかった。

扁平セグメント表面のひび割れについては、1δy において載荷直角方向面 2 段目のセグメントに斜めひび割れが発生する。これは柱上部に発生したせん断ひび割れの延長上にあることから柱のせん断ひび割れを反映したものと考えられる。このひび割れは 2δy で交差する X 字状のひび割れとなる。4δy において載荷方向面の最下段セグメントに水平な曲げひび割れの発生が観察できる。載荷直角方向面の最下段セグメントには 6δy において柱の曲げひび割れの進展に伴うと考えられる斜めひび割れの発生が観察できる。これらは変形が進むに従い、交差する斜めひび割れの発生を伴いながら、終局状態の 14δy まで徐々に進展していくことが観察できた。

さらに、前述の図-8 および図-13 に示す扁平セグメント撤去前後におけるひび割れ状況の比較により、柱の隅

角部やセグメント表面に生じているひび割れは、概ね既設 RC 柱に生じているひび割れの状況を表しているものと考えることができる。

なお、最下段および 2 段目の扁平セグメントには縦方向のひび割れが観察できるが、これは 1δy で載荷直角方向面に、6δy で載荷面側に見られるものである。このひび割れについては、セグメント撤去後の柱のひび割れとは対応しないことから、柱の内部コンクリートからセグメント内側に作用する荷重による曲げひび割れと考えられる。

以上のことから、本工法では、柱の隅角部や扁平セグメント表面に生じたひび割れ状況を目視観察することで、既設 RC 柱に生じているひび割れの有無や程度の概況を把握できることが明らかとなった。

(6) 変形性能

表-4 に試験結果一覧および降伏荷重・最大荷重とこれらに対応する変位の計算値を示す。計算値は鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造)¹⁰⁾および鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)¹²⁾(以下「耐震設計標準」と記す)に準拠し、材料定数に表-2 の値を用いて算定した。試験体 N-1、N-2、PL-1、CF-1 の降伏荷重、最大荷重と試験体 SP-4、AP-1、2、3、4 の降伏荷重、最大荷重に差が認められるが、使用したコ

表-4 耐震補強試験結果と計算値

試験体		N-1	N-2	PL-1	CF-1	SP-4	AP-1	AP-2	AP-3	AP-4
実験値	降伏荷重 P_y (kN)	286	301	304	289	331	303	322	333	326
	降伏変位 δ_y (mm)	8.4	9.0	8.5	9.2	8.3	7.5	7.6	9.3	9.0
	最大荷重 P_{mu} (kN)	—	335	359	378	378	384	384	388	387
	最大荷重変位 δ_{mu} (mm)	—	48.9	60.0	120	62.1	89.5	91.9	93.3	74.2
	終局変位 δ_u (mm)	23	75	90	120	71	115	113	118	95
	じん性率 δ_u / δ_y	2.7	8.3	10.6	13.0	8.6	15.4	14.8	12.7	10.6
計算値	せん断耐力 V_{ydc} (kN)	274	683	1198	1289	825	809	688	717	713
	耐力比 V_{ydc} / P_{muc}	0.75	1.87	3.27	3.53	2.29	2.07	1.76	1.90	1.90
	降伏荷重 P_{yc} (kN)	285	285	286	285	282	308	308	298	296
	降伏変位 δ_{yc} (mm)	7.2	7.2	7.2	7.3	6.4	6.8	6.8	6.6	6.7
	最大荷重 P_{muc} (kN)	365	366	366	365	360	390	390	378	376
	最大荷重変位 δ_{muc} (mm)	—	46.8	70.9	51.8	69.2	50.7	45.1	45.7	38.5
	終局変位 δ_{uc} (mm)	—	75.7	99.8	80.7	97.8	78.5	72.9	73.7	66.5
	じん性率 $\delta_{uc} / \delta_{yc}$	—	10.5	13.9	11.1	15.3	11.5	10.7	11.2	9.9
P_y / P_{yc}	1.00	1.06	1.06	1.01	1.17	0.98	1.05	1.12	1.10	
P_{mu} / P_{muc}	—	0.92	0.98	1.04	1.05	0.98	0.98	1.03	1.03	

実験値は荷重正の値で算定

降伏荷重：最外縁主鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平荷重

降伏変位：降伏荷重時の水平変位

最大荷重変位：繰り返し荷重により耐力低下が顕著にならない最大変位

最大荷重：最大荷重変位時の荷重

終局変位：水平荷重-水平変位曲線の包絡線において、水平荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位

じん性率：終局変位を降伏変位で除した値

コンクリートの圧縮強度や弾性係数、圧縮軸力の有無の差などによるものと考えられる。

なお、吹付けモルタルやコンクリート製セグメント自体が強度や変形に与える影響は、計算上無視して行った。

図-14に荷重-変位曲線の包絡線を示す。

表-4 および図-14より、試験体 N-1 (補強なし、旧基準既設柱) はせん断破壊しているが、耐震補強した試験体はいずれも、軸方向鉄筋が降伏した後も水平荷重を維持する安定した変形性能を示している。特に、試験体 AP-1, 2, 3, 4 は他の補強工法と同等もしくはそれ以上の変形性能を有しており、試験体 AP-1, 2, 3 では変形性能にほとんど違いの見られないことがわかる。また、下部に無補強区間 (0.25D) を設けた AP-4 の変形性能は、鋼板巻立て工法と同等であるが AP-3 と比較して若干劣っていることがわかる。

図-15 に変形性能に関する計算値と実験値の比較を示す。

降伏荷重、降伏変位、最大荷重の計算値は、図-15(a), (b), (c) に示すように実験値とよく対応している。しかし、最大荷重変位と終局変位は、図-15(d), (e) に示すように、試験体 N-2, PL-1, SP-4 の計算値と実験値がほぼ対応しているのに対し、試験体 AP-1, 2, 3, 4 と CF-1 については計算値より実験値の変位が大きくなっている。

これは耐震設計標準¹²⁾による変位の評価式が、帯鉄筋などを用いた一般的な拘束条件下のものであり、最大荷重以降において帯鉄筋や鋼板が、軸方向鉄筋の座屈の影

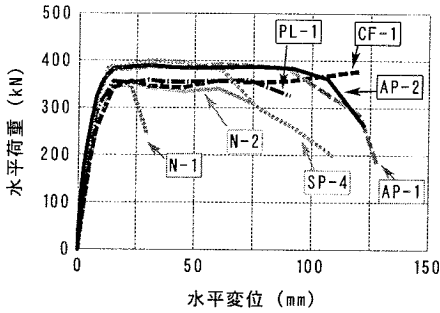
響による局部曲げに抵抗しきれずに終局に至るのに対し、本工法では軸方向鉄筋の変形に応じた拘束効果がスパイラル鋼線の円周方向引張力としてセグメントを介して軸方向鉄筋や内部コンクリートに伝達され、鉄筋の座屈防止や内部コンクリートの強度増加および軟化領域の拡大に有効に寄与しているためと考えられる。したがって、この効果を評価式に反映すればより精度のよい変形量算定式が得られるものと考えられる。

なお、試験体 CF-1 の炭素繊維シート巻立て補強については炭素繊維シートの脆性的な破壊性状の影響から、耐震設計標準¹²⁾を用いた変形性能の評価対象外とした。

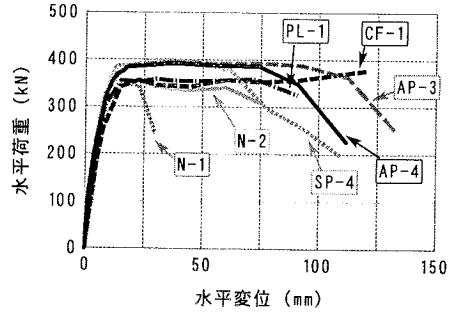
(7) 変形性能の評価

表-4 および図-15(d), (e)より試験体 AP-1, 2, 3, 4 における最大荷重点に対応する変位 (損傷レベル2限界点の変位) の計算値と実験値との差は、終局荷重点に対応する変位 (損傷レベル3限界点の変位) の計算値と実験値との差に概ね等しいことから、最大荷重点の変位を適切に評価することで終局荷重点の変位も適切に評価することができると考えられる。

耐震設計標準¹²⁾および渡邊らの研究¹³⁾に基づき本工法の変形性能を評価することを試みた。耐震設計標準¹²⁾では最大荷重点に対応する変位 (損傷レベル2限界点の変位) δ_m の算定式を、 δ_m を塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{m0} とフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 δ_{m1} との和として定式化し、 δ_{m0} を塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} と塑性ヒンジ部の曲



(a) 円形セグメントとの比較



(b) 扁平セグメントとの比較

図-14 荷重-変位曲線の包絡線

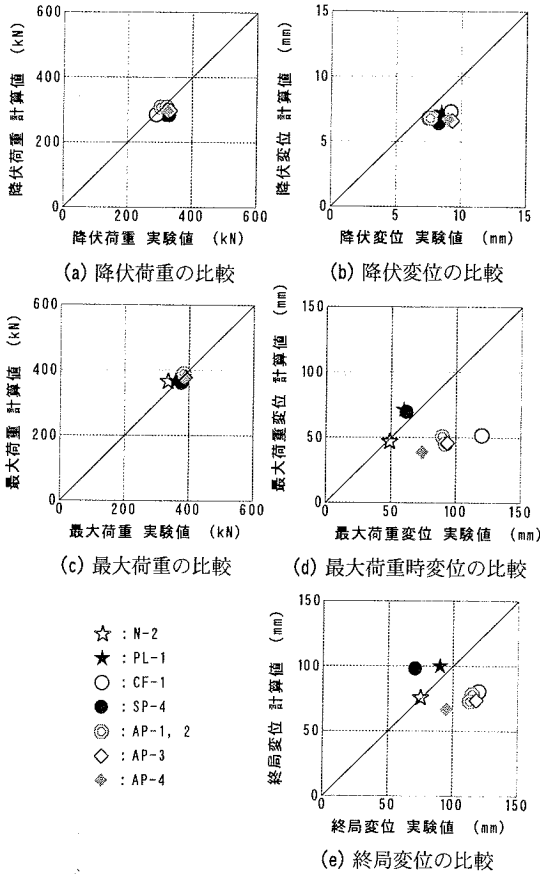


図-15 計算値と実験値の比較

げ変形による変位 δ_{mp} との和として算出することとしている。

すなわち、最大荷重点に対応する変位 (損傷レベル2限界点の変位) は、

$$\delta_m = \delta_{m0} + \delta_{m1} = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (4)$$

このうち、フーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 δ_{m1} および塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} については、本工法の試験体 AP-1, 2, 3, 4

と従来工法による試験体 N-2, PL-1 で基本的に変わるところはない。また、柱側面に取付けられたコンクリート製セグメントは、部材軸方向に 490mm の長さで分割されていることから、セグメントの剛性が全体変位に与える影響は小さい。従って、本工法の試験体 AP-1, 2, 3, 4 の変形性能の増加は塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} の差によるものとみなし、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} に着目して変形性能の評価を行うこととした。

耐震設計標準¹²⁾では、一連の RC 柱の実験結果に基づき、最大荷重点 (損傷レベル2限界点) に対応するく体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} を帯鉄筋比 p_w の関数として与えている。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (5)$$

ここに、 L_a : せん断スパン

L_p : 等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a$$

d : 断面の有効高さ

θ_{pm} : 塑性ヒンジ部の回転角

$$\theta_{pm} = 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \quad (6)$$

$$\text{ただし、} \theta_{pm} \leq 0.04 \quad (7)$$

k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数

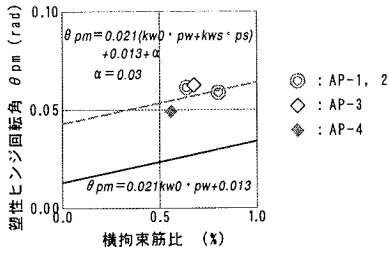
$$k_{w0} = f_{wy} / 390$$

f_{wy} : 帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

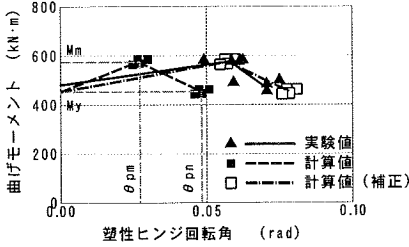
p_w : 帯鉄筋比

図-16(a)は試験体 AP-1, 2, 3, 4 の横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角の関係を示したものである。図-16(a)において、式(6)を実線で示しているが、本工法の特徴である拘束効果の増加による変形性能の増加を評価するために式(6)を補正することを試みた。

既往の研究^{14), 15), 16)}でも、他の要因が一定の場合、帯鉄筋比が大きくなれば引性率はほぼ線形的に増加することが明らかとなっていることから、既設 RC 柱の帯鉄



(a) 横拘束筋比と塑性ヒンジ回転角



(b) モデル化した曲げモーメントと塑性ヒンジ回転角

図-16 塑性ヒンジ回転角の評価

筋とスパイラル鋼線が一体として横拘束筋として機能していると考え、本工法においても塑性ヒンジ回転角を横拘束筋比の関数として次式で算定することとした。

$$\theta_{pm} = 0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{ws} \cdot p_s) + 0.013 + \alpha \quad (8)$$

$$\text{ただし、} \theta_{pm} \leq 0.07 \quad (9)$$

ここに、 k_{ws} : スパイラル鋼線強度を考慮する係数

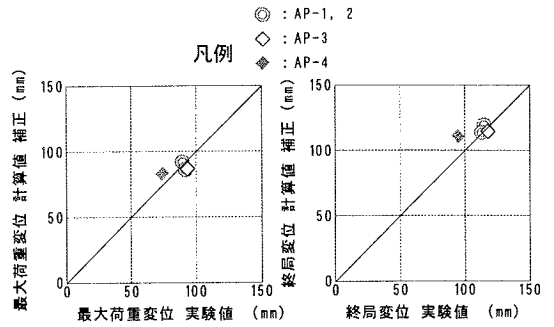
$$k_{ws} = f_{sy} / 390$$

f_{sy} : スパイラル鋼線の引張降伏強度 (N/mm²)

p_s : スパイラル鋼線比 (せん断補強筋比)

式(8)において、 α はスパイラル鋼線の円周方向引張力がセグメントを介して面的に既設 RC 柱を拘束する力として作用し、かぶりコンクリートの剥落防止や軸方向鉄筋の座屈防止に寄与するとともに、塑性ヒンジの変形性能が向上する効果を回転角に考慮したもので、図-16 より $\alpha = 0.03$ とすることができる。ここでは、既設 RC 柱の帯鉄筋と補強材としてのスパイラル鋼線が全体として式(6)の $k_{w0} \cdot p_w$ として挙動するものと考え、式(9)に示すように、塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} は耐震設計標準¹²⁾に式(7)で示される上限値に 0.03 を加えた 0.07 を上限値とした。なお、試験体 AP-4 の横拘束筋比は、柱下端 0.25D の範囲が無補強であることから、塑性ヒンジ区間に配置されたスパイラル鋼線量の平均値を用いて横拘束筋比とした。

図-16(b) にモデル化した曲げモーメントと塑性ヒンジ回転角との関係を示す。図-16(b) において点線は耐震設計標準¹²⁾による試験体 AP-1, 2, 3, 4 の計算値の平均



(a) 最大荷重時変位の比較

(b) 終局変位の比較

図-17 最大荷重時変位と終局変位

値を示す。一点鎖線は式(8)により補正した塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} を用いた同試験体の計算値の平均値であるが、実線で示す同試験体の実験値の平均値とよく一致している。

図-17 は、最大荷重時の変位および終局変位について、実験値と式(8)により補正した計算値を対比したものである。両者は概ね一致している。

図-16 および図-17 においては、円形セグメントを用いた試験体 AP-1, 2 と扁平セグメントを用いた試験体 AP-3, 4 との拘束効果の差について明らかにすることはできなかったが、本工法により補強された柱の変形性能は、耐震設計標準¹²⁾を準用するとともに、最大荷重点に対応するく体変位のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} の算定に、スパイラル鋼線とセグメントによる外部拘束効果を見込んだ式(8)および式(9)を用いることで、適切に評価することが可能であることが確認できた。

4. まとめ

本工法による耐震補強効果の確認を目的として、既往の耐震補強工法との対比を含めて実施した縮小試験体による正負交番荷試験結果より、本実験の範囲内ではあるが以下のことが明らかになった。

既往の耐震補強工法との対比において

① 本工法により補強された柱のじん性率 11~15 は、鋼板巻立て工法、炭素繊維シート巻立て工法、スパイラル筋巻立て工法のじん性率 9~13 と比較して同等以上で、曲げ破壊の変形性能に富む破壊性状を示した。これは、本工法におけるセグメントやスパイラル鋼線による外部拘束効果が有効に機能していることによるものと考えられる。

また、ひび割れ発生の目視確認について

② 本工法により補強された柱では、セグメント端部の柱隅角部のひび割れおよびセグメント表面のひび割れ

状況から、柱の損傷状況を把握することが可能である。これは柱の損傷状況を目視できない鋼板巻立て工法、炭素繊維シート巻立て工法に比べ地震発生時の緊急点検に有利である。

本工法により補強された柱の設計は、

- ③ 本工法の設計補強せん断耐力などの設計は、『既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針（スパイラル筋巻立法編）』²⁾に基づき設計できる。
 - ④ 本工法により補強された柱の変形性能については、『鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）』¹⁾を準用できるが、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位の算定に、セグメントやスパイラル鋼線による外部拘束効果を見込んだ式(8)および式(9)を用いることで、適切に評価することが可能である。
 - ⑤ 終局状態における軸方向鉄筋の降伏域は、柱基部から $0.6D$ (D : 柱断面高さ) よりも大きく $1.4D$ よりも小さい。また、帯鉄筋は柱基部から $0.7D \sim 1.1D$ までの区間のひずみが大きく、帯鉄筋の降伏とほぼ同時に同位置のスパイラル鋼線のひずみが増大する。これらのことから、塑性ヒンジ区間における帯鉄筋とスパイラル鋼線は一体となって横拘束筋として機能している。
 - ⑥ スパイラル鋼線の円周方向引張力が、セグメントを介して内部コンクリートに対する拘束力として面的に伝達されるため、セグメントにおける支圧分布幅が連続していれば、スパイラル鋼線の間隔の違いは、破壊性状や変形性状に大きく影響しない。
- また、施工上の特徴としては、
- ⑦ 円形セグメントと扁平セグメントとの形状差による拘束力の差は、計算上では 60% 程度であるが変形性能に与える影響は小さい。したがって、施工性や経済性の点からは扁平セグメントが有利である。
 - ⑧ 柱下端の無補強区間が $0.25D$ (D : 断面高さ) 程度であれば、じん性率は 10 を確保できることから、必ずしも連続して補強を行うことが得策でない場合などには、適用可能である。

5. おわりに

既設 RC 柱の 4 面にコンクリート製セグメントを設置し、垂鉛めつき鋼より線で巻き立て補強する本工法は、地震発生時の緊急点検や日常の維持管理の容易さを確保することを念頭に、施工性をも考慮して開発したものであり、既設 RC 柱の耐震補強を加速化させ、近い将来発

生するとされている南海地震等の大規模地震の発生に備えるうえで、きわめて有効な工法の一つであることが確認できた。すでに山陽新幹線（岡山～博多）において実用化を進めているところであり、今後、本工法の解析モデル化や耐久性についても引き続き検討を進めていきたい。

謝辞：本実験を進めるにあたり、JR 西日本コンサルタンツ（株）北後征雄氏、JR 西日本施設部今井卓也氏および（株）奥村組柴田輝和氏、向広吉氏には多大なるご協力を頂いた。ここに深く感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 松本信之, 佐藤 勉: 鉄道高架橋の新しい耐震補強法, コンクリート工学, Vol.35, No.10, 1997.10.
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針—スパイラル筋巻立法編—, 1996.12.
- 3) 高橋一成, 白石文雄, 廣中哲也, 中村敏晴, 渡辺忠朋: スパイラル筋巻立による高架橋脚の耐震補強工法の開発, 土木学会耐震補強・補修技術・耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集, pp.79-88, 1997.7.
- 4) 松田好史, 中村敏晴, 宮川豊章: 円形セグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強効果, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第3巻, pp.93-100, 2003.10.
- 5) (社) 日本鉄道施設協会: 耐震設計指針 (案) 解説 日本国有鉄道編, 1979.7.
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針—鋼板巻立て補強編—, 1999.7.
- 7) (財) 鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法 設計・施工指針, 1996.7.
- 8) 西川佳祐, 渡辺忠朋, 佐藤勉, 谷村幸裕: 鋼板巻き補強柱部材の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1505-1510, 1996.6.
- 9) 菅野貴浩, 石橋忠良, 大庭光高, 山内俊幸: 鋼板巻き補強 RC 柱の交番載荷試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.113-118, 1996.6.
- 10) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の靱性率の定量化に関する研究, コンクリート構造物の靱性とその評価方法に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.253-264, 1988.3.
- 11) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物, 丸善, 1992.10.
- 12) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善, 1999.10.
- 13) 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31-45, 2001.8.
- 14) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp.57-66, 1988.2.
- 15) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 解析的研究に基づく RC 部材の塑性変形能定量化, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.127-135, 1992.2.
- 16) 阪神大震災調査研究特別委員会WG報告: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズ No.12, 土木学会, 1996.7.

(2003. 9. 10 受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ASEISMATIC REINFORCING EFFECT
OF EXISTING RC COLUMNS WITH CYLINDRICAL
BLOCKS AND SPIRAL TENDONS

Yoshifumi MATSUDA , Toshiharu NAKAMURA and Toyoaki MIYAGAWA

The authors developed a new aseismatic reinforcing method for existing RC columns in order for easy and quick maintenance work in daily and emergency inspections after earthquakes. In this new method, manufactured spiral tendons bind precast concrete blocks around the columns. In order to confirm the aseismatic performance of the new method, we conducted cyclic loading tests using 5/8 scale model columns. These tests demonstrated that the new method have more ductility and enable easier visual inspections than the conventional methods and is an effective aseismatic reinforcing method for the existing RC columns of rigid-frame railway viaducts.